

세장한 대각보강 연결보의 전단강도 예측식

Shear Strength Equation for Slender Diagonally Reinforced Coupling Beam

한상환^{1)*} · 강진욱¹⁾ · 한찬희¹⁾

Han, Sang Whan^{1)*} · Kang, Jin Wook¹⁾ · Han, Chan Hee¹⁾

¹⁾한양대학교 건축공학부

¹⁾Architectural Engineering, Hanyang University

/ A B S T R A C T /

Coupling beams serve as primary source of energy dissipation in coupled shear wall systems during large earthquakes. However, the overestimation of the shear strength of diagonally reinforced coupling beams may be adverse effect on the seismic performance of coupled shear wall systems. In order to force coupling beams to properly work during earthquakes, coupling beams should be designed with accurate shear strength equations. The objective of this study is to propose the accurate shear strength equation for slender diagonally reinforced coupling beams. For this purpose, experimental tests were conducted using three diagonally reinforced coupling specimens with different amount of transverse reinforcement under reversed cyclic loads to evaluate the hysteretic behavior of the specimens. The test results show that transverse reinforcement of slender diagonally reinforced coupling beam affects the maximum strength and drift ratio.

Key words: Diagonally reinforced coupling beam, Transverse reinforcement, Cyclic behavior, Shear strength

1. 서론

병렬전단벽(Coupled shear wall)은 독립된 여러 전단벽에 비해 횡력을 효율적으로 저항할 수 있다. 병렬전단벽 시스템에 큰 지진이 발생했을 때, 적절한 상세의 연결보는 상당한 비탄성 변형을 견디는 “구조적 퓨즈(Structural fuses)” 역할을 한다. 그러므로, 큰 지진이 발생하는 동안 연결보는 병렬전단벽 시스템에서 에너지 소산의 주된 역할을 한다(Paulay and Priestley, 1992)[1].

대각보강 연결보에 대한 연구는 1964년 알래스카 대지진이 발생했을 때, 수평-수직 철근으로만 보강된 연결보의 미끄러짐, 취성 전단 파괴를 경험한 후부터 진행되었다(Berg and Stratta, 1964)[2]. Paulay and Binney (1974)[3]는 조기 미끄러짐 전단 파괴를 피하고 연결보의 내진 거동을 향상시키기 위해 대각보강 연결보를 제안했다. 이에 많은 연구자들이 대각보강 연결보에 대한 실험을 수행하였고, 조기 미끄러짐 전단 파괴는 나타나지 않았으며 뛰어난 내진 거동을 한다고 입증했다(Paulay and Binney, 1974,

Barney et al., 1980, Tassios et al., 1996, Galano and Vignoli, 2000, Fortney, 2005, Canbolat, 2005)[3-8]. 여러 연구자들을 통하여 내진성능이 입증된 대각보강 연결보 상세는 ACI 318-14(2014) [9]에서 제시하고 있다(Fig. 1).

최근 병렬전단벽 시스템에서 제한된 층고와 건설비용 때문에 세장한 연결보의 필요성이 커지고 있다(Naish et al., 2009)[10]. 세장한 연결보에서 대각보강근의 낮은 경사도 때문에 대각보강 연결보의 효율이 떨어질 것이라 생각하여, 세장한 대각보강 연결보 성능에 대한 의문을 갖고 있었다. 하지만, Shin et al.(2014)[11], Han et al.(2015)[12]은 형상비 3.5인 세장한 대각보강 연결보의 우수한 성능을 입증했다. 그러나 ACI 318-14(2014)[9]와 KCI(2012)[15]에서는 대각철근의 전단강도에 대한 식만 제안하고 있어, 정확한 연결보의 강도를 예측하지 못하는 실정이다.

Binney(1972)[13]는 대각철근의 전단강도에 추가로 콘크리트 전단강도, 횡보강근의 전단강도를 고려하여 대각보강 연결보의 전단강도를 평가하였고, Fortney(2005)[7]는 횡보강근과 대각철근의 변형경화(strain-hardening) 구간을 고려하여 전단강도를 평가하였다. 하지만 이전 연구자들의 제안식은 실제강도를 정확히 예측하지 못하는 경향을 보인다.

이에 따라 이번 연구의 목적은 (1) 기존 전단강도 제안식과 형상비 2에서 4미만인 세장한 대각보강 연결보실험체의 실제 강도 비교, (2) 횡보강근

*Corresponding author: Han, Sang Whan

E-mail: swhan@hanyang.ac.kr

(Received May 17, 2016; Revised June 21, 2016; Accepted July 1, 2016)

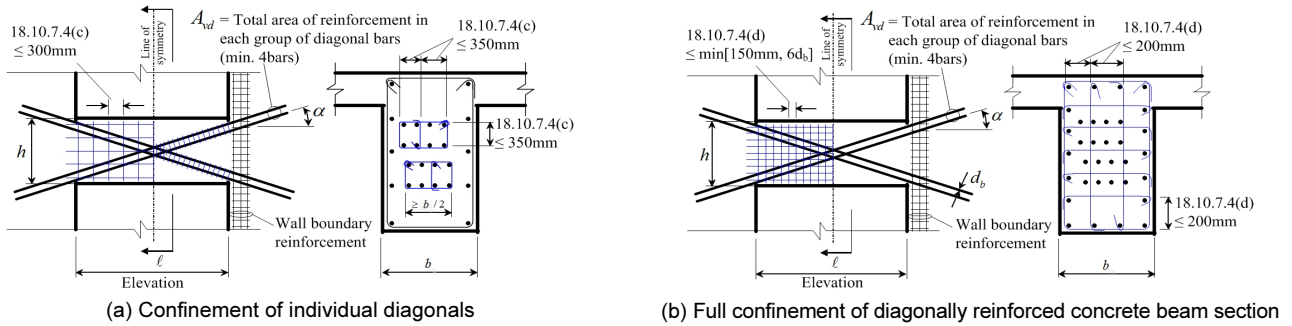


Fig. 1. Coupling beams with diagonally oriented reinforcement in ACI 318-14(2014), KCI(2012)

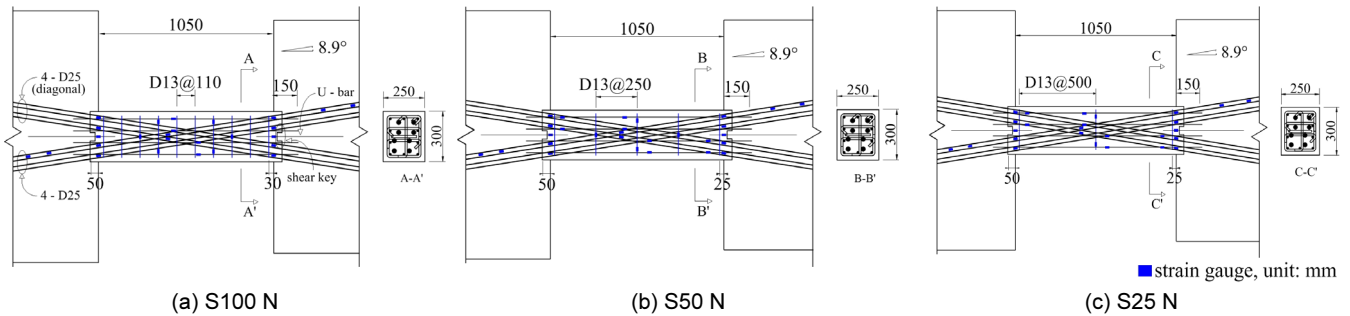


Fig. 2. Reinforcement details and strain gauge layout for three specimens

이 대각보강 연결부의 이력거동에 미치는 영향 확인, (3) 세장한 대각보강 연결부의 전단강도 식을 제안하는 것이다. 본 연구에서는 실험체를 형상비 3.5로 제작한 세장한 대각보강 연결부에 대한 실험을 수행하였다. 그리고 연결부에 미치는 횡보강근의 영향을 평가하기 위하여 횡보강근의 양을 변수로 선정하였다. 실험 후 세장한 대각보강 연결부의 내진성능을 평가하고자 하중-변위 곡선, 강성저하, 에너지소산능력을 비교하여 성능을 평가했다.

2. 실험체 계획 및 실험결과

2.1 실험체 계획

세장한 대각보강 연결부의 이력거동과 횡보강근이 연결부에 미치는 영향 평가 및 정확한 전단강도 식을 제안하기 위해, 연결보 순수경간(l)에 보의 높이(h)를 나눈 형상비(l/h)가 3.5인 실험체 3개(S100 N, S50 N, S25 N)를 고려했다. 3개의 실험체 중 S100 N 실험체는 Han et al.(2015) [14] 연구에서 사용한 실험체이며, 추가적으로 횡보강근을 줄인 S50 N, S25 N 실험체를 제작했다. 현행 기준 ACI 318-14(2014)[9], KCI(2012) [15]에서는 대각보강 연결부의 전단강도 계산에 오직 대각철근만을 고려하도록 하고 있다. 따라서 이번 연구에서는 대각보강 연결보 구성요소가 전단강도에 미치는 영향을 평가하기 위하여 횡보강근 양(횡보강근 간격)을 변수로 하여 실험을 진행하였다. Fig. 2는 각 실험체의 배근 상세와 스트레인 게이지(strain gauge)의 배치를 나타낸다.

3개의 실험체 모두 보의 폭(b), 높이(h), 순경간 길이(l)는 각각 250 mm, 300 mm, 1050 mm이다. Harries(2005)[16]는 연결보의 평균전단응력이

$0.5\sqrt{f_c}$ (MPa) 이상이 되면 대각철근 두께가 두꺼워져 배근이 매우 어려움을 보고한 바 있다. 따라서, 3개의 실험체 대각철근 양은 ACI 318-14(2014)[9] 18.10.7.4에서 제안한 식에 따라 평균전단응력이 $0.5\sqrt{f_c}$ (MPa)가 되도록 각 대각철근 그룹을 D25 철근 4개를 배근했다. Fig. 2와 같이 두 개의 대각철근다발 그룹을 만들고, 보 중앙부에서 교차하도록 하였다. 이때 대각철근과 길이방향 철근의 각도는 8.9°이다. 실험체에 쓰인 콘크리트 압축강도와 철근 인장강도는 3개의 실험체 동일하게 40 MPa와 420 MPa이다.

S100 N 실험체는 기준 실험체이고, ACI 318-14(2014)[9]에서 제시한 대각보강 연결보의 Option 2를 따르는 상세(Fig. 1(b))로 설계했다(Fig. 2(a)). 횡보강근은 D13을 사용했고, 횡보강근 사이 간격은 110 mm이다. S50 N과 S25 N 실험체는 횡보강근 간격이 각각 250 mm와 500 mm인 것을 제외하고, 기준 실험체와 동일한 조건으로 설계하였다. S50 N과 S25 N 실험체의 횡보강근 양은 기준 실험체인 S100 N과 비교 하였을 때 50%, 25%이다. S50 N 실험체의 횡보강근 간격(250 mm)은 ACI 318-14(2014) [9], KCI(2012)[15]에서 제시하는 보통모멘트 골조 부재의 간격을 만족하나, S25 N의 횡보강근 간격(500 mm)은 보통모멘트 골조 부재 간격에도 만족하지 못하는 실험체이다. 실험체 3개에 대한 정보는 Table 1에 정리했다.

2.2 실험체 설치 및 가력 방법

Fig. 3은 실험체 설치와 연결보 내부에 가해지는 하중을 보여준다. 연결보 실험체는 수직으로 배치하여 실험한다. 하부 스티브는 앵커를 이용하여 바닥에 고정한다. 또한 상부 스티브에 수평방향의 로딩 프레임 (loading frame)을 설치하고, 앵커를 이용하여 고정했다.

Table 1. Summary of test specimens

Specimen	Width, b (mm)	Height, h (mm)	Span, l (mm)	Aspect ratio, l/h	Angle, α (degree)	Diagonal reinforcement	Longitudinal reinforcement	Transverse reinforcement	
								spacing (mm)	ρ_t^* (%)
S100 N	250	300	1050	3.5	8.9	D25	D13	D13@110	1.38
S50 N								D13@250	0.61
S25 N								D13@500	0.15

ρ_t^* : transverse reinforcement ratio (A_v/bs)

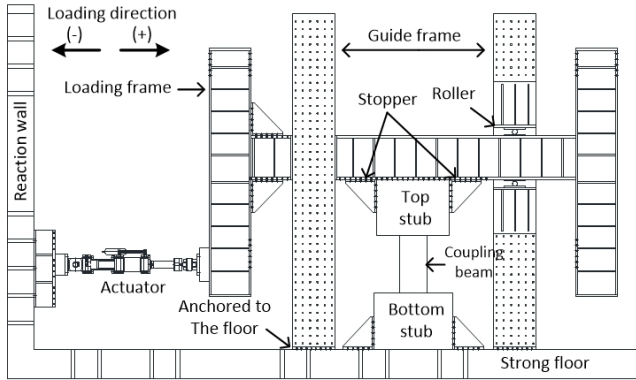


Fig. 3. Test setup

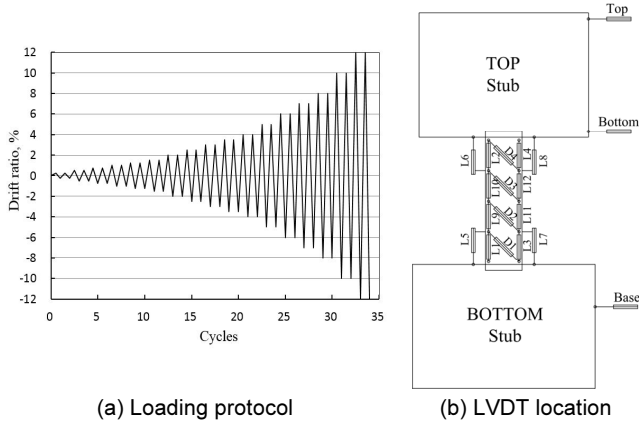


Fig. 4. Loading protocol and LVDT location in specimen

실험체 면외 방향의 변형을 막기 위하여 수직으로 두 개의 가이드 프레임 (guide frame)을 Fig. 3과 같이 설치하여 로딩프레임의 변형을 막도록 했다. 또한 가이드 프레임에 롤러를 이용하여 상하방향의 변위가 발생하지 않고 횡변위만 발생하도록 유도했다. 1000 kN의 액츄에이터를 Fig. 3과 같이 로딩 프레임에 설치하여, 실험체에 하중이 전달되도록 했다. 하중가력선의 연장선을 실험체 중심으로 하여 실제와 같이 실험체 중앙에서 모멘트가 '0'이 되도록 하였다. 하중을 작용시킬 때 실험체에 미끄러짐(slip)을 방지하기 위하여 상하부 스티브 양 옆에 스톱퍼(stopper)를 설치하여 고정했다.

가력방법은 변위제어를 통한 준정적 반복하중(Quasi-static reversed cyclic load)으로 하며, Fig. 4(a)와 같이 초기 변위각(drift ratio) 1.5%까지는 0.25% 간격, 4%까지 0.5% 간격, 4%이상은 1%로, 그리고 8% 이후에는 2% 간격으로 하중을 가력했다.

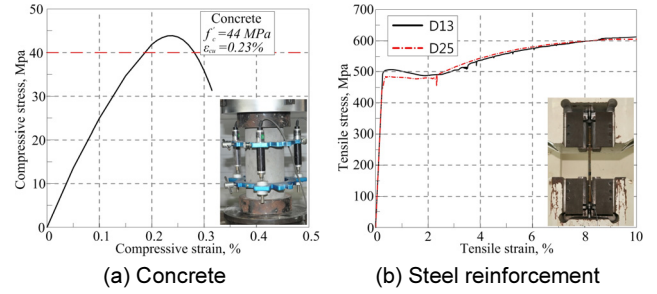


Fig. 5. Stress-Strain curves of concrete and steel reinforcement

Table 2. Mechanical properties of reinforcing bars

Re-bar	Diameter (mm)	Yield stress f_y , MPa	Elastic Modulus, MPa	Elongation (%)
D13	12.7	506	2.14×10^5	19
D25	25.4	481	2.19×10^5	21

3개의 실험체 모두 동일한 실험체 설치와 하중-이력을 적용했으며, 각 하중에서, 강도와 강성 저하를 평가하기 위해서 각 변위당 2회의 사이클로 반복 가력했다. 횡하중 계측은 액츄에이터에 장착된 로드셀을 통하여 측정을 했다 (Fig. 4(b)).

상부 스티브에 수평으로 설치된 LVDT를 사용하여 실험체의 변위를 측정했다 (Fig. 4(b)). 다른 수평 LVDT는 상부 스티브 아랫부분에 설치하여 실험체의 면외변형을 확인한다. 연결부의 휨 변형과 전단 비틀림을 측정하기 위해, 수직과 대각 LVDT를 연결보 한 면에 설치하고 보와 스티브가 접합된 고정단의 회전을 확인하기 위해 연결보의 상하부 표면에 설치된 수직 LVDT를 이용한다.

2.3 재료 시험

이번 연구에서 연결보 실험체에 사용된 콘크리트의 압축강도는 40 MPa로 동일하게 계획하였다. 압축강도 측정을 위한 공시체는 직경 100 mm, 높이 200 mm의 원형 공시체를 제작하였으며, 실험체 당 3개의 공시체를 제작하였고, 연결보 실험체와 동일한 조건에서 28일 현장 양생 하였다. 일반 콘크리트 압축강도 시험 결과의 평균값으로 얻은 응력-변형도 곡선은 Fig. 5(a)에 나타냈다.

압축 시험을 통하여 얻은 콘크리트 압축강도는 설계 압축강도인 40 MPa보다 높은 44 MPa로 측정되었으며, 압축강도에 도달했을 때 변형율은

0.23%로 확인했다.

연결보 실험체에 사용한 철근 D13, D25에 대하여 각 시편을 3개씩 제작하였고, 인장시험을 수행하였다. 각 철근의 응력-변형도 곡선은 Fig. 5(b)에 나타났다. 철근의 기계적 속성과 시험 결과에 대한 값은 Table 2에 요약하였다.

2.4 하중-변위 관계

Fig. 6은 실험체 3개의 하중-변위각 관계를 곡선으로 나타낸 그림이다. 실험이 진행되는 동안 실험체에 가해지는 하중과 변위각은 액츄에이터에 설치된 로드셀과 실험체 상부 스티브에 설치된 LVDT로 얻은 횡변위에 연결보의 길이($\theta = \Delta/l$)로 나눈 값이다. Table 3은 각 실험체의 항복하중(V_y), 항복변위각(θ_y), 최대하중(V_u), 최대변위각(θ_u), 파단하중(V_f), 파단변위각(θ_f), 기준식에 따른 설계강도(V_{ACI}) 등 Fig. 6 곡선에서의 주요 값을 요약한 것이다.

항복점에서의 하중과 변위(V_y, θ_y)는 실험체 별로 다른 강성 값을 갖기 때문에, 같은 방법으로 구한 항복점을 비교하고자 Pan and Moehle(1989) [17]이 사용한 방법에 따라 구했다. 이 방법은 이력 곡선의 원점과 최대강도의 2/3인 점을 잇는 직선과 최대하중(V_u)의 수평선과 만나는 점의 하중과 변위로 정의한다. 최대변위각(θ_u)은 강도가 최대하중(V_u)의 80%까지 감소 되었을 때의 변위각이고, 파단하중(V_f), 파단변위각(θ_f)은 실험체 파괴로 인해 급격하게 하중이 감소되어 실험을 종료 할 때의 하중과 변위각이다. 이 연구에서는 또한 ACI 318-14(2014)[9], KCI(2012)[15]의 전단강

도식 식 (1)과 (2)를 이용하여 연결보 실험체의 전단강도를 계산했다. ACI의 전단 강도식은 오직 대각보강근의 기여분만 계산하기 때문에, 3개의 실험체는 횡보강근의 양(간격)에 상관없이 같은 전단 강도를 가지게 된다. Table 3에 정리된 V_{ACI} 는 식 (1)과 (2)으로 계산된 값 중 작은 값이다.

$$V_{ACI} = 2A_{vd}f_y \sin\alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c} A_{cw} \tag{1}$$

$$V_u - M_n = 2M_n/l \tag{2}$$

$$M_n = A_{vd}f_y \cos\alpha(h - 2c - d_d - 2d_t) \tag{3}$$

$$\alpha = \tan^{-1}(jd/l) \tag{4}$$

여기서 V_{ACI} 는 연결보의 전단강도이고, $V_u - M_n$ 은 연결보의 모멘트 강도에 상응 하는 전단 강도, M_n 은 연결보의 모멘트 강도, A_{cw} 는 연결보의 전체 단면적, A_{vd} 는 각 대각철근 그룹의 전체 철근 단면적, c 는 콘크리트의 피복 두께, d_d 와 d_t 는 각각 대각철근과 횡보강근의 공칭직경이고, α 는 대각철근과 길이방향 철근 축 사이의 각도이고, jd 는 압축 대각철근 그룹과 인장 대각철근 그룹의 도심 간의 거리이다. 식 (1)과 (2)로 계산된 값은 각각 302 kN, 339 kN이므로, 실험체의 전단강도는 302 kN이고, Fig. 6 그래프에 표시하였다. S25 N을 제외한 모든 실험체는 계산된 강도보다 더 큰 강도를 가진다는 것을 확인 할 수 있다.

ACI318-14(2014)[9], KCI(2012)[15] 기준에 따라 설계한 S100 N은

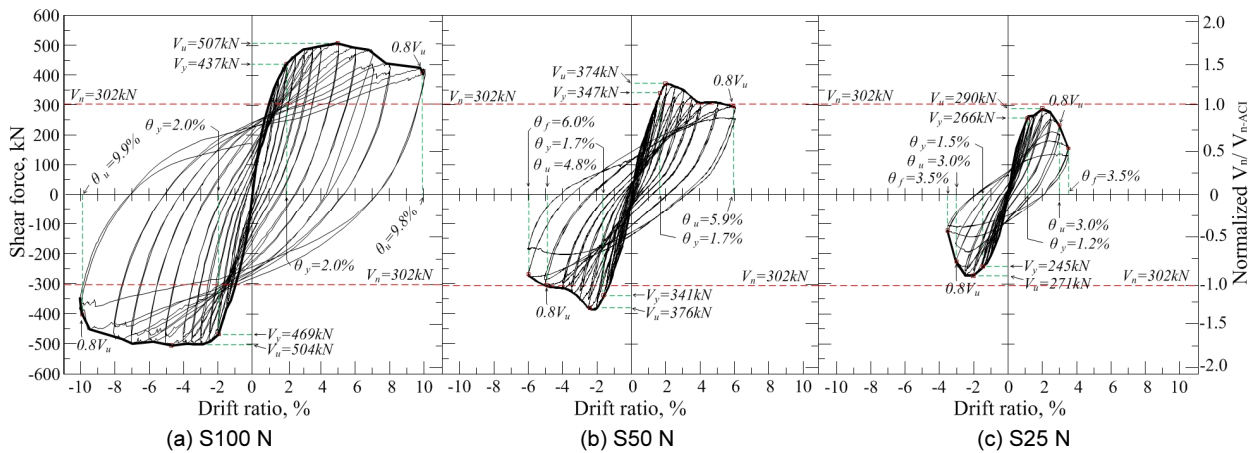


Fig. 6. Cyclic curves of the specimens

Table 3. Summary of experimental test results

Specimen	Loading direction	θ_y (%)	θ_u (%)	θ_f (%)	V_y (kN)	V_u (kN)	V_f (kN)	V_{ACI} (kN)	V_u / V_{ACI}
S100 N	(+)	2.0	9.8	10	437	507	421	302	1.68
	(-)	2.0	9.9	10	469	504	348		1.67
S50 N	(+)	1.7	5.9	6.0	347	374	256	302	1.24
	(-)	1.7	4.8	5.9	341	376	181		1.25
S25 N	(+)	1.2	3.0	3.5	266	290	127	302	0.96
	(-)	1.5	3.0	3.5	245	271	103		0.90

다른 실험체에 비해 안정적인 이력 거동을 보인다. 변위각 4%에서 최대강도 (V_u)는 507 kN에 도달 하였으며 그 후에 변위각 6%까지 안정적으로 강도를 유지하였다. 최대강도의 80% 지점에서의 변위각인 최대 변위각(θ_u)은 9.8%였고, 변위각 10%에서 최종 파괴가 발생했다 (Fig. 6(a)).

S100 N에서 횡보강근을 50% 줄여, 횡보강근 간격(250 mm)이 보통 모멘트 골조 부재의 간격을 만족하는 S50 N 실험체는 변위각 2%까지는 S100 N과 비슷한 양상을 보였다. 하지만 변위각 4.8%에서 최대강도의 80% 인 301 kN 이였고, 최종파괴 변위각은 6%로 S100 N 보다는 낮은 변위각에서 발생했다 (Fig. 6(b)).

가장 적은 횡보강근을 갖고, 간격이 보통모멘트 골조를 벗어난 S25 N 실험체의 경우 변위각 2%에서 최대강도 290 kN을 가졌다. 최대 변위각은 3%에서 나타났으며, 3.5%에서 피복탈락 및 급격한 하중저하로 실험을 종료 했다 (Fig 6(c)).

이와 같은 결과로 대각보강 연결부의 횡보강근 양은 최대강도 및 변위각에서 상당한 영향이 있는 것으로 나타났다. 실험체 최종 변위각 같은 경우, 횡보강근 간격이 보통 모멘트 골조 이상으로 보강된 S100 N, S50 N의 경우 ASCE 41-13(2013)[18]에서 제시하고 있는 특수모멘트 골조 부재의 최대 변위각인 4% 이상의 변위능력을 갖고 있는 것을 확인했다. 그러므로, 특수모멘트 골조 부재의 성능을 갖기 위해서는 대각보강 연결부의 횡보강근을 보통모멘트 골조 이상으로 보강해야 된다는 것을 확인했다. 또한 ACI 318-14(2014)[9], KCI(2012)[15]에서 제안하는 식 (1)로 계산한 전단강도 (V_{ACI}) 302 kN과 비교 하였을 때 S100 N, S50 N은 각각 약 1.7배, 1.2 배의 높은 강도를 가졌다. 또한 가장 적은 횡보강근 양을 갖는 S25 N은 ACI 값과 유사한 값을 갖는 것을 확인했다. 이러한 결과로 대각보강 연결부의 전단강도 기여는 대각 철근 뿐만 아니라, 횡보강근의 양도 영향을 미친다는 것을 확인했다.

2.5 강성 저하와 에너지 소산

구조 부재의 강성은 부재에 발생하는 변위에 영향을 주므로 중요한 요소라 할 수 있다. 반복가력 하에서 강성의 감소는 부재성능 저하의 주원인이 될 수 있다. Fig. 7(a)는 하중-변위 곡선에서 정·부가력 시의 최대변위를 이은 두 점의 기울기로부터 각 하중 사이클의 강성을 구하고, 초기 강성으로 나눠 정규화한 그래프이다. 초기 강성은 첫 번째 사이클의 0.25% 변위에서 계산했다.

S50 N과 S25 N 실험체의 초기 강성은 S100 N의 초기 강성의 각각 84%와 75%였다. 1% 변위각까지는 3개의 실험체 모두 비슷한 강성 저하를 보였다. 변위각이 증가함에 따라, 3개의 실험체 중 S100 N 실험체가 실험종료 변위각인 10%까지 가장 적은 강성 저하를 보였고, S25 N 실험체는 가장 큰 강성 저하를 보인다 (Fig. 7(a)).

에너지 소산 능력은 구조부재의 내진성능에 큰 영향을 미치는 요소이다. Fig. 7(b)는 3개 실험체의 누적 에너지 소산을 나타낸다. 누적 에너지 소산은 하중-변위 곡선이 둘러싸고 있는 면적으로 계산한다. 모든 실험체는 변위각 1%까지는 큰 에너지 소산을 나타내지 않았고, 탄성적 거동을 보인다. S50 N과 S25 N의 에너지 소산 능력은 각각 S100 N의 24.4%와 8.6%로 확인했다. S100 N이 실험체 중 횡보강근이 가장 많이 배근되어 강도가

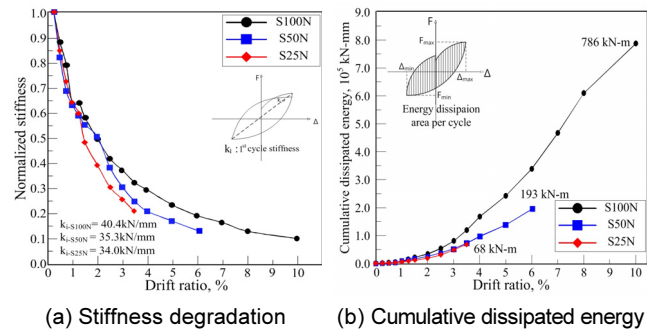


Fig. 7. Stiffness degradation and cumulative dissipated energy

가 크고, 변위각 단계별 강성 저하가 가장 적고, 변위각 10%까지 강도의 큰 저감 없이 저항한데서 기인한 것이라 할 수 있다.

대각보강한 실험체의 경우 횡보강근의 양이 줄어들수록 강성 저하가 더 급격하게 일어났으며, 누적에너지 소산량도 감소하는 것으로 나타났다. 따라서 대각보강한 연결부에서 횡보강근양은 강성감소와 에너지 소산에 큰 영향을 미치는 것임을 확인 할 수 있다.

3. 횡보강근이 전단강도에 미치는 영향 평가

연결부의 기존 전단강도식의 정확도를 연구하기 위해서, 형상비 2~4 사 이인 세장한 대각보강 연결부 실험체의 실험 결과를 모았다 (Emilio, 2001, Shimazaki, 2004, Fortney, 2005, 2008, Sonobe, 1995, Naish, 2013, Shin, 2014, Han et al., 2015)[19, 20, 7, 21-23, 11, 12]. 모아진 실험체를 ACI318-14 (2014)[9], Binney(1972)[13]와 Fortney(2005)[7]가 제안한 식 (1), 식 (5)와 (6)으로 계산하여 비교했다.

$$V_{Binney} = V_c + V_s + V_{ACI} \quad (5)$$

$$V_{Fortney} = 1.25(V_s + V_{ACI}) \quad (6)$$

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} bd \quad (\text{kN}) \quad (7)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (\text{kN}) \quad (8)$$

여기에서 V_c , V_s , V_{ACI} 는 각각 콘크리트, 횡보강근, 대각철근에 의해 계산된 전단강도이고 d는 유효깊이, s는 횡보강근의 중심 간의 간격, A_v 는 횡보강근 면적이다. Table 4는 수집한 실험체들의 실험값과 계산된 전단 강도를 요약한 것이다.

Table 4를 살펴보면, ACI 318-14에서 제시한 전단 강도식으로 계산한 경우, S25 N을 제외한 모든 실험체의 전단강도는 과소평가 되었다. 그 이유는 S25 N의 횡보강근의 전단강도 기여도가 무시해도 될 정도기 때문이다. 그러므로 오직 대각보강근의 기여도만 고려하는 ACI318 전단 강도식은 S25 N 실험체의 전단강도를 정확히 예측했다.

ACI318-14(2014)[9], KCI(2012)[15]에서 제시한 전단강도식과는 달

Table 4. Actual and calculated shear strengths of collected specimens

Author	Specimen	l/h	ρ_t (%)	ρ_d (%)	V_u ①	V_{ACI} ②	V_{Binney} ③	$V_{Fortney}$ ④	V_{pr} ⑤	①/②	①/③	①/④	①/⑤
Emilio (2001)	K	2.74	0.20	4.13	980	713	916	1047	996	1.37	1.07	0.94	0.98
Shimazaki (2004)	N1	2.50	0.21	1.98	350	240	374	366	348	1.46	0.94	0.96	1.01
Fortney (2005)	DBC B	2.57	0.29	4.68	623	393	581	663	602	1.59	1.07	0.94	1.03
Fortney (2008)	DCB-1	2.57	0.32	4.48	594	398	560	636	584	1.49	1.06	0.93	1.02
	DCB-2	2.57	0.49	4.00	411	329	570	616	441	1.25	0.72	0.67	0.93
Sonobe (1995)	NX7L	2.85	0.33	1.89	365	215	485	544	366	1.70	0.75	0.67	1.00
Naish (2013)	CB24F	2.40	0.92	4.00	761	538	1030	1175	784	1.41	0.74	0.65	0.97
	CB24D	2.40	0.33	4.00	708	538	798	885	681	1.32	0.89	0.80	1.04
	CB33F	3.33	0.92	3.33	552	423	1032	1144	628	1.30	0.53	0.48	0.88
	CB33D	3.33	0.33	3.33	537	423	717	751	525	1.27	0.75	0.72	1.02
Han (2015)	SD-2.0	2.00	1.27	2.36	1087	520	1394	1615	1048	2.09	0.78	0.67	1.04
Shin (2014)	1DF0Y	3.50	0.85	5.40	473	314	667	763	434	1.51	0.71	0.62	1.09
This study	S100 N	3.50	1.38	5.40	507	302	819	937	457	1.68	0.62	0.54	1.11
	S50 N	3.50	0.61	5.40	376	302	569	623	390	1.25	0.66	0.60	0.96
	S25 N	3.50	0.15	5.40	290	302	421	439	336	0.96	0.69	0.66	0.86
Average										1.44	0.69	0.72	1.00

ρ_t : transverse reinforcement ratio ($=A_{vt}/bs$), ρ_d : diagonal reinforcement ratio ($=A_{vd}/bh$), V_u : actual shear strength, V_{pr} : calculated strength

리 Binney(1972)[13]와 Fortney(2005)[7]가 제시한 전단 강도식은 대각 보강 연결부의 실험값보다 대부분 과대평가하였다. 기준 실험체인 S100 N 을 식 (5)와 (6)으로 계산한 전단강도는 실제 강도 보다 각각 62%, 54%만큼 컸다. 이러한 결과는 식 (5)와 (6)은 연결보가 최대강도에 도달했을 때, 횡보강근이 항복하고 변형도 경화 영역에 있다고 가정했기 때문에 나온 결과이다.

Fig. 8은 실험체에 설치한 스트레인 게이지(Strain gauge)로 측정된 변형을 연결보 실험체의 변형각으로 나타낸 그래프이다.

Fig. 8(a)는 기준 실험체인 S100 N의 대각철근과 횡보강근의 변형도를 측정하는 것이다. 변위각 5%까지 측정하였을 때, 대각철근은 변위각 4%에서 항복하는 반면 횡보강근은 5% 변위각에서도 항복강도의 60%까지만 도달하는 것을 확인하였다. 또한 S100 N의 횡보강근은 실험종료 변위각인 10%까지도 항복하지 않았다. S100 N 실험체의 최대강도는 하중-변위각 그래프(Fig. 6(a))에서 변위각 4.5% 인 것을 고려하였을 때, 식 (5)와 (6)에서 같이 횡보강근이 항복한다는 가정을 한다면 대각보강 연결부의 전단 강도는 과대평가 될 수 있다는 것을 확인했다.

Fig. 8(b)는 실험체들 중에서 가장 작은 횡보강근을 가진 S25 N 실험체의 대각철근과 횡보강근의 변위각에 따른 변형도를 나타낸다. S25 N 실험체가 하중-변위각 그래프(Fig. 6(c))에서 최대 변위각인 2%에 도달하는 순간, 대각철근과 횡보강근은 둘 다 항복한다는 것을 확인할 수 있다. 이것은 연결보에서 횡보강근의 전단강도 기여도는 횡보강근 양에 따라 달라짐을 나타낸다.

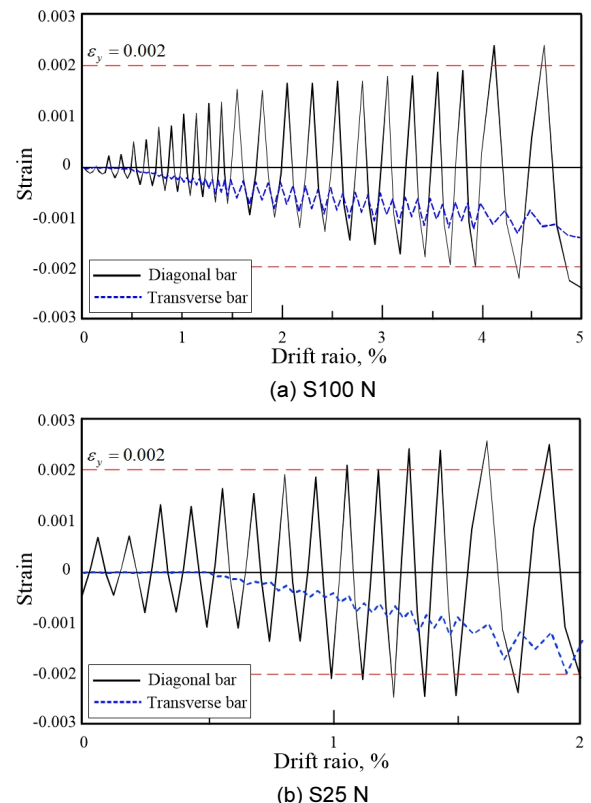


Fig. 8. Histories of strain gauges

4. 전단강도식 제안

회귀분석을 통한 강도식을 제안하기 전에, 전단강도에 영향을 미칠 것으로 예상하는 6개의 변수($\rho_t, l/h, \rho_d, \rho_l, d, f'_c$)에 따라 횡보강근이 연결보 전단강도에 미치는 영향을 평가했다 (Fig. (9)).

횡보강근의 전단 강도 기여도 계수 γ 를 식 (9)와 같이 제안한다.

$$\gamma = \frac{V_u - V_{ACI}}{V_s} \tag{9}$$

Fig. 9는 식 (9)로 계산한 전단기여도 계수(γ)를 각 요소별로 나타낸 그래프이다. 대각철근비(ρ_d), 길이방향 철근비(ρ_l), 연결보의 유효깊이(d), 콘크리트 강도(f'_c)는 각 실험체 별로 경향이 보이지 않아, 횡보강근 기여에 영향이 적은 것으로 판단한다 (Fig.9(c)~(f)).

Fig. 9(a), (b)에 나타난 것처럼 횡보강근비(ρ_t), 형상비(l/h)의 값에 따라 기여계수의 값의 경향이 변하는 것을 확인 할 수 있다. 횡보강근비(ρ_t)가 클수록 그 기여도가 떨어지는 양상을 보였으며, 형상비(l/h)가 커짐에 따라 횡보강근 기여도가 감소하는 양상을 보인다.

이러한 결과로 이번 연구에서는 횡보강근 기여도(γ)에 높은 경향성을 보인 요소 횡보강근비(ρ_t), 형상비(l/h)를 고려한 다항회귀분석을 통해 결과 식 (10)을 얻었다.

$$\begin{aligned} \gamma &= 1.6524(\rho_t)^a (l/h)^b \\ a &= -0.3112, b = -1.167 \end{aligned} \tag{10}$$

회귀분석을 통해 구한 식 (10)을 활용하여 세장한 대각보강 연결보의 정

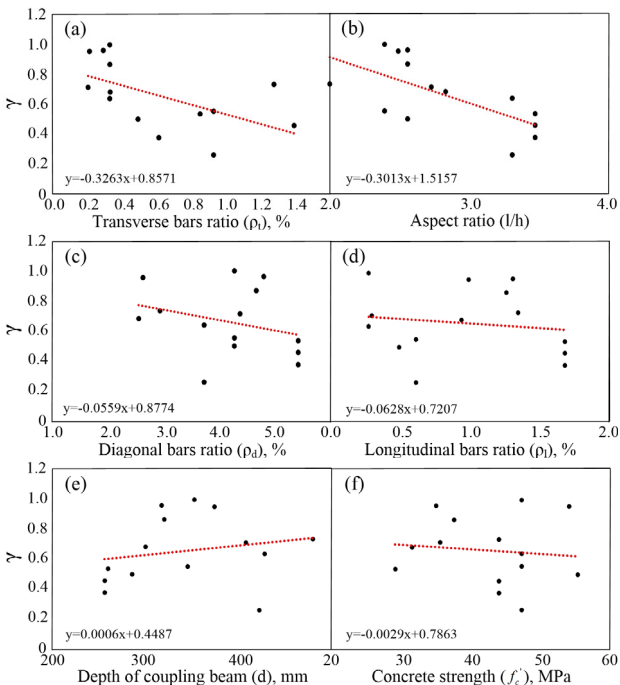


Fig. 9. Contribution of transverse bar

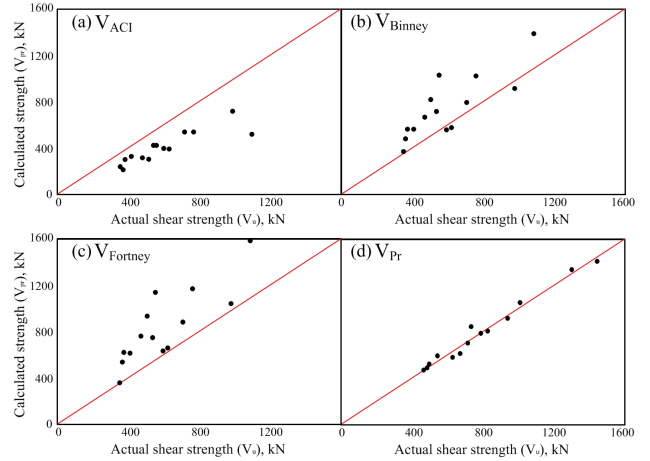


Fig. 10. Verification of predicted value

확한 전단강도를 계산하기 위해, 본 연구에서는 다음과 같은 전단강도 식을 제안한다.

$$V_{pr} = \gamma V_s + V_{ACI} \tag{11}$$

여기에서 V_s 는 식 (8)을 통해 구한 횡보강근의 전단강도, V_{ACI} 는 식 (1)에서 계산된 대각철근의 전단강도이고, γ 는 식 (10)에서 계산되는 횡보강근 기여도 값이다.

식 (11)을 통해 계산한 대각보강 연결보의 전단강도 값 비교는 이미 Table 4에서 요약하였다. 계산된 전단강도 식 V_{ACI} , V_{Binney} , $V_{Fortney}$ 와 실험으로 얻어진 전단강도 (V_u)의 평균 비율이 각각 1.44, 0.80, 0.72으로 나타났다.

Fig. 10은 Table 4에 나열된 실험체들의 계산값과 실험을 통해 얻은 실제 전단강도의 차이를 나타낸 그래프이다.

Fig. 10(a)는 ACI318-14 (2014)[9], KCI(2012)[15] 제안식을 나타낸 그래프이다. V_{ACI} 는 대각철근에 의한 전단 강도 기여분만 고려했기 때문에, 모든 실험체에 대해서 강도를 과소평가 하는 것으로 나타났다.

Fig. 10(b), (c)는 각각 Binney(1972) [13] 와 Fortney(2005)[7]의 제안식이다. 이 연구자들은 횡보강근이 항복하는 가정하에 전단강도식을 제안하였기 때문에, 횡보강근이 적게 배치된 몇 개의 실험체를 제외하고는 모두 강도를 과대 평가하는 것으로 나타났다. Fig. 10(d)는 식 (11)로 구한 V_{pr} 과 실제 전단강도를 비교한 그래프이다. 횡보강근의 실제 기여도에 대한 고려를 했기 때문에, 다른 연구자들의 제안식보다 더 정확하게 전단강도를 예측한다는 것을 확인 할 수 있다.

5. 결론

이번 연구에서는 세장한 연결보의 이력거동에서 횡보강근의 효과에 대해서 알아보았다. 3개의 세장한 대각보강 실험체(형상비= 3.5)를 횡보강근 양(간격)을 변수로 하여 실험을 수행하였다. 또한 이 연구에서 세장한 대각보강 연결보의 전단강도식을 제안하였다. 이번 연구로부터의 결론은 다음과 같다.

- 1) 대각보강 연결보의 이력거동에서 횡보강근의 양(간격)은 최대변위각, 강도, 강성, 에너지 소산 능력 등에 대해 영향을 주는 것으로 확인 했다.
- 2) ACI 318-14가 제안하는 대각보강 상세를 갖는 형상비 3.5인 연결보는 뛰어난 이력 거동을 보였다. 또한 큰 강도 저하 없이 변위각 10%까지 우수한 내진성능을 보유한 것으로 나타났다.
- 3) 기존 실험체에서 횡보강근을 1/2 줄인 실험체의 경우, 변위각 6%까지 강도 저하 없이 내진성능을 유지했다. 또한 ACI 318-14에서 제시한 전단강도보다 큰 강도를 보유하고 있다. 이러한 결과로 횡보강근을 줄인 대각보강 연결보의 사용 가능성을 확인했다.
- 4) ACI 318-14에서 제시한 대각보강 연결보의 전단강도 식은 오직 대각 철근의 기여분만 고려했기 때문에 강도를 과소평가하는 경향이 있다. 이러한 문제는 큰 지진 발생 시 인접 전단벽보다 강도가 크게 설계되어, 예측하지 못한 상당히 큰 손상이 발생할 가능성이 있다.
- 5) ACI 318-14에 따른 형상비 2-4인 세장한 대각보강 연결보의 전단강도를 정확하게 예측하기 위해서, 이번 연구에서는 횡보강근의 전단 기여분을 계산하는 식을 다항 회귀분석을 통해 제안했다. 이는 이전 연구자들의 제안식 보다 더 정확함을 확인했다.

/ 감사의 글 /

본 논문은 한국연구재단(2015-R1A2A1A15055248)과 중소기업청(C0191948)의 지원을 받아 수행된 연구임.

/ REFERENCES /

1. Paulay T, Priestley MJN. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. John Wiley & Sons, New York; c1992. 744 p.
2. Berg GV, Stratta JL. Anchorage and the Alaska earthquake of March 27, America Iron and Steel Institute; c1964.
3. Paulay T, Binney JR. Diagonally reinforced concrete beams of shear walls. ACI special publication. c1974;42:579-598.
4. Barney GB, Shiu KN, Rabbat BG, Fiorato AE, Russell HG, Corley WG. Behavior of coupling beams under load reversals: Portland Cement Association; c1980.
5. Tassios TP, Moretti M, Bezas A. On the behavior and ductility of reinforced concrete coupling beams of shear walls. ACI Structural Journal. 1996;93(6):711-720.
6. Galano L, Vignoli A. Seismic behavior of short coupling beams with different reinforcement layouts. ACI Structural Journal. 2000; 97(6):876-885.
7. Fortney PJ. The Next Generation of Coupling Beams. PhD. University of Cincinnati, Ohio, USA; c2005. 346 p.
8. Canbolat BA, Parra Montesinos GJ, Wight JK. Experimental study on seismic behavior of high performance fiber reinforced cement

- composite coupling beams. ACI Structural Journal. 2005;102(1): 159-166.
9. ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. American Concrete Institute; c2014. 519 p.
10. Naish D, Wallace JW, Fry JA, Klemencic R. Reinforced concrete link beams: Alternative details for improved construction, UCLA-SGEL Report 2009-06, Structural & Geotechnical Engineering Laboratory: University of California at Los Angeles; c2009. 103 p.
11. Shin MS, Gwon SW, Lee KH, Han SW, Jo Yw. Effectiveness of high performance fiber-reinforced cement composites in slender coupling beams. Construction and Building Materials. c2014;68:476-490.
12. Han SW, Lee CS, Shin MS, Lee KH. Cyclic performance of precast coupling beams with bundled diagonal reinforcement. Engineering Structures. c2015;(93):142-151.
13. Binney JR. Diagonally reinforced coupling beams. MS Thesis. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand; c1972. 131 p.
14. Han SW, Yu KH, Kang DH, Lee KH, Shin MS. Cyclic Behavior of Precast Slender Coupling Beams with Bundled Diagonally Reinforcement and High-Performance Fiber Reinforced Cementitious Composite (HPFRCC). EESK Journal of Earthquake Engineering. c2015;19(2):56-62.
15. Korea Concrete Institute. Concrete Design Code and Commentary, Kimoonang Publishing Company, Seoul, Korea; c2012. 342 p.
16. Harries KA, Fortney PJ, Shahrooz BM, Brien PJ. Practical design of diagonally reinforced concrete coupling beams critical review of ACI 318 requirements. ACI Structural Journal. 2005;102(6):876-882.
17. Pan A, Moehle JP. Lateral displacement ductility of reinforced concrete flat plates. ACI Structural Journal. 1989;86(3):250-258.
18. American Society of Civil Engineers(ASCE). Seismic rehabilitation of existing buildings. ASCE/SEI 41-13, Reston, VA; c2013. 518 p.
19. Emilio G. Seismic Response of Diagonally Reinforced Slender Coupling Beams. MS thesis, University of British Columbia, Vancouver, B.C, Canada; c2001. 152 p.
20. Shimazaki K. De-bonded diagonally reinforced beam for good repairability. Conference 13th Annual Institute. Earthquake Engineering of Vancouver(BC), Canada; c2004.
21. Fortney PJ, Rassati GA, Sharooz BM. Investigation on effect of transverse reinforcement on performance of diagonally reinforced coupling beams. ACI Structural Journal. 2008;105(6):781-788.
22. Sonobe Y, Kanakubo T, Fujisawa M, Fukuyama H, Tanigaki M, Okamoto T. Structural Performance of Concrete Beams Reinforced with Diagonal FRP Bars. Conference of FRPRCS-2, Non-Metallic (FRP) Reinforcement Concrete Structure, Ghent, Belgium; c1995.
23. Naish D, Fry A, Klemencic R, Wallace J. Reinforced concrete coupling beams Part 1:Testing. ACI Structural Journal. 2013;100(6): 1057-1066.